

# Capacidad resistente de pilas metálicas tubulares circulares rellenas de hormigón (CFT) en puentes integrales

## *Resistance of Concrete-Filled Tubular Structures (CFT) on Integral Bridges*

R. Chacón <sup>(\*)</sup>, E. Mirambell <sup>(\*)</sup>, E. Real <sup>(\*)</sup>

### RESUMEN

Se presenta el análisis estructural de pilas metálicas tubulares rellenas de hormigón (CFT) sometidas a flexo-compresión. El objetivo principal es valorar los mecanismos resistentes de las pilas cuando se someten a un desplazamiento en cabeza. Estos desplazamientos, conjuntamente con el esfuerzo axial de compresión, que en este trabajo se aproxima con un porcentaje de la resistencia plástica a compresión de los CFT, representan las acciones a las cuales se ven sometidos los elementos de este estudio. Se utiliza una herramienta numérica sobre una base hipotética de prototipos de pilas. Los resultados numéricos obtenidos así como los resultados experimentales encontrados en la literatura han permitido extraer conclusiones relativas a la capacidad seccional de los CFT. Se proponen expresiones de diseño relativas a la capacidad resistente de los CFT considerando el efecto del confinamiento y se comparan con los resultados que se derivan de la formulación de EN1994.

### SUMMARY

*In this paper, an in-depth analysis of the structural response of concrete-filled tubular structures (CFT) is presented. The main objective of the study is to assess the resistance of these structural elements when subjected to lateral displacements. These displacements, together with the corresponding axial forces, represent the actions to which the integral bridges piers are subjected to. For the sake of studying this response, a numerical model is used as a simulation tool over an hypothetical matrix of CFT. These numerical studies together with a wide experimental database found in the literature have been useful for drawing conclusions concerning the cross-sectional capacity of the CFT. A design proposal for this cross-sectional capacity which accounts for confinement is given. This proposal has been compared structurally with the present formulation found in EN1994.*

423-5

**Palabras clave:** Puentes integrales, tubos rellenos de hormigón, estructuras mixtas

**Keywords:** Integral bridges, concrete-filled tubes, composite structures

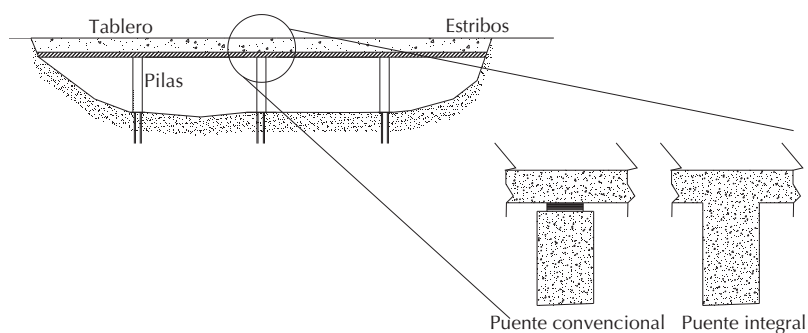
<sup>(\*)</sup> Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona (España).

Persona de contacto/Corresponding author: rolando.chacon@upc.edu (R. Chacón).

## 1. Detalle en pilas centrales en puentes convencionales e integrales.

## 1. INTRODUCCIÓN

Un puente integral es aquel que no dispone de aparatos de apoyo ni juntas de dilatación tanto en pilas como en estribos (Figura 1). Una de las grandes ventajas de los puentes integrales consiste en las menores necesidades de mantenimiento al prescindir de juntas de dilatación y aparatos de apoyo que son los elementos que con mayor frecuencia exigen operaciones de mantenimiento y conservación, por lo que resultan puentes más económicos que los puentes convencionales. Asimismo, su alto grado de hiperestatismo les hace más seguros en los mecanismos de colapso que se pueden desarrollar en estados límite últimos. Como consecuencia de su propia tipología, las pilas intermedias de los puentes integrales se pueden ver sometidas a acciones horizontales debidas al desplazamiento del tablero en su conjunto, el cual, en este tipo de puentes sin juntas, transmite los esfuerzos directamente a dichos elementos. De ahí el que cobre especial importancia en este tipo de puentes valorar los mecanismos resistentes de las pilas cuando se someten a un desplazamiento en cabeza, proveniente de los diferentes efectos instantáneos y diferidos a los cuales se ven sometidos los puentes integrales.



Los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón (CFT) son elementos estructurales que proporcionan altas prestaciones estructurales. Sus grandes ventajas se deben principalmente a la acción mixta que existe entre el hormigón y el acero. Por una parte, el confinamiento del hormigón proporcionado por el perfil metálico induce un estado triaxial de tensiones al núcleo. Por otra, el hormigón previene que el perfil de acero abolle localmente hacia el interior del perfil incrementándose así la resistencia del conjunto.

Cuando los CFT forman parte de la estructura de un puente integral, se deben valorar los mecanismos resistentes de las pilas cuando éstas experimentan un desplazamiento en cabeza proveniente de los diferentes efectos instantáneos y diferidos a los cuales pueden verse sometidos conjuntamente con el esfuerzo axial proveniente del efecto de las acciones gravitatorias.

El objetivo principal del estudio es reproducir la capacidad seccional de los CFT al someterles a un desplazamiento en cabeza conjuntamente con un esfuerzo axial. Para tal fin, se utiliza un modelo numérico capaz de reproducir la no linealidad del fenómeno. Asimismo, se valora la capacidad seccional de pilas mixtas sometidas a un desplazamiento en cabeza obtenida siguiendo la normativa europea EN1994-1-1 (1). Finalmente, y en base a los resultados obtenidos, se establecen expresiones de diseño del lado de la seguridad que permiten mejorar la predicción de la capacidad última de las pilas según su configuración geométrica.

El estudio se centra en pilas de puentes integrales con longitud tal que su esbeltez relativa adimensional (raíz del cociente entre la capacidad plástica característica  $N_{pl,Rk}$  de la pieza y su carga crítica  $N_{cr}$ ) es inferior a  $\lambda < 0,5$ . De esta manera, se garantiza que los elementos no presentan problemas de inestabilidad global y por tanto, el alcance del estudio se limita a la capacidad seccional de las mismas. Esta situación simplificada representa el caso habitual en el proyecto de pilas de puentes.

## 2. ESTADO DEL ARTE

### 2.1. Las pilas en los puentes integrales

En este artículo se obtiene y analiza la respuesta tenso-deformacional de las pilas de puentes integrales, centrándose el estudio en la tipología de pilas mixtas circulares rellenas de hormigón. En los trabajos de Feldman *et al.* (2) y White *et al.* (3), así como en la "Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras y autopistas" (4), del Ministerio de Fomento, pueden consultarse detalles de proyecto y construcción de puentes integrales y, en particular, de sus pilas.

### 2.2. Tubos metálicos rellenos de hormigón CFT

#### 2.2.1. Aspectos generales

En las últimas décadas se ha llevado a cabo una cantidad significativa de trabajos de investigación sobre el comportamiento de los CFT. Se pueden destacar estudios que indagan sobre los efectos de la forma de la sección o de los materiales utilizados (5), el comportamiento a nivel seccional (6) y a nivel elemento (7). Asimismo, se han realizado estudios relativos a la inestabilidad global y local de los elementos (8). Se destacan igualmente algunas revisiones sobre el estado del arte de los CFT (9). En el presente trabajo se hace especial hincapié en la capacidad seccional de los CFT, la cual se describe seguidamente en varios apartados.

## 2.2.2. Confinamiento

El hormigón que se encuentra dentro de un tubo metálico se ve sometido a un estado triaxial de tensiones que mejora su resistencia. Asimismo, la chapa de acero del tubo se ve sometida a un estado biaxial de tensiones (longitudinales y circunferenciales) (10). Así pues, el confinamiento es producido por un elemento deformable que retiene el hormigón y el mismo depende de la deformación lateral, tanto del acero como del núcleo de hormigón. Cuanto mayor es la deformación longitudinal, mayor es la deformación transversal relativa entre el hormigón y el acero y por tanto, mayor la presión lateral ejercida sobre el hormigón.

Por consiguiente, el comportamiento conjunto de hormigón y acero eleva a cargas últimas superiores a las que se obtendrían considerando un comportamiento independiente. El efecto del confinamiento ha sido estudiado desde principios del siglo pasado (11). Más recientemente, numerosos investigadores han contribuido con diversas aportaciones sobre el tema (12) (13) (14) (15) (16) (17). El resultado de las investigaciones han sido expresiones de diseño que reproducen el incremento de la resistencia del hormigón por el confinamiento que provee el tubo. En el presente artículo se analizan los modelos propuestos en (12) (13) (14).

El modelo de Susantha y otros autores (12) se basa en una formulación similar a la presentada en (11). Dicho modelo contiene un parámetro  $\beta$  (ecuación [1] que define dos factores: i)  $v_c$  [3] el cual depende de  $v_c'$  [2] y ii)  $v_s=0,5$ . Posteriormente, la resistencia del hormigón se incrementa proporcionalmente a este parámetro y a otras relaciones geométricas del tubo (ecuaciones [4] [5] [6]). Se destaca que el incremento de resistencia debido al confinamiento, según estos autores, no depende de la relación longitud-diámetro  $L/D$ .

$$[1] \quad \beta = v_c - v_s$$

$$[2]$$

$$v_c' = \frac{0,881}{10^6} \left( \frac{D}{t} \right)^3 - \frac{2,58}{10^4} \left( \frac{D}{t} \right)^2 + \frac{1,953}{10^2} \left( \frac{D}{t} \right) + 0,4011$$

$$[3] \quad v_c = 0,2312 + 0,3582 \cdot v_c' - 0,1524 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{f_y} \right) + 4,843 \cdot v_c' \cdot \left( \frac{f_{ck}}{f_y} \right) - 9,169 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{f_y} \right)^2$$

$$[4] \quad f_{rp} = \beta \cdot \frac{2 \cdot t}{D - 2 \cdot t} \cdot f_y$$

$$[5] \quad f_{cc} = f_{ck} + 4 \cdot f_{rp}$$

$$[6] \quad F_{Sus} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_y$$

Por otra parte, el modelo presentado por Johansson (13) plantea que el incremento de resistencia del hormigón [7] es una función del incremento de deformación circunferencial del acero  $\varepsilon_{ahr}$  y  $\varepsilon_{ah}$  [8] [9], que se relaciona mediante la ley de Hooke generalizada con las tensiones circunferenciales  $\sigma_{ah}$  y longitudinales  $\sigma_{al}$  [10] del acero. Asimismo, se obtiene una tensión de confinamiento  $\sigma_{lat}$  [11], la cual es función de la geometría del tubo y de la tensión circunferencial  $\sigma_{ah}$ . Se incluye un parámetro que refleja la eficacia del confinamiento [12] [13] el cual es función de  $f_{ck}$ . Es de resaltar que el incremento de resistencia total del CFT no depende del límite elástico del acero  $f_y$  ni de la relación  $L/D$ . Los valores utilizados por Johansson relativos a los coeficientes de Poisson y a la deformación volumétrica se indican en [14].

$$[7] \quad F_{Joh} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \sigma_{al}$$

$$[8] \quad \varepsilon_{ahr} = \frac{\varepsilon_v \cdot (v_s - v_c)}{1 + \frac{2 \cdot t \cdot E_s}{(D - 2 \cdot t) \cdot E_c}}$$

$$[9] \quad \varepsilon_{ah} = \varepsilon_{ahr} - v_s \cdot \varepsilon_v$$

$$[10] \quad \sigma_{ah} = \frac{E_s}{1 - v_s^2} \cdot (\varepsilon_{ah} + v_s \cdot \varepsilon_{al})$$

$$\sigma_{al} = \frac{E_s}{1 - v_s^2} \cdot (\varepsilon_v + v_s \cdot \varepsilon_{ah})$$

$$[11] \quad \sigma_{lat} = \sigma_{ah} \cdot \frac{2 \cdot t}{(D - 2 \cdot t)}$$

$$[12] \quad k = 1,25 \cdot \left( 1 + 0,062 \cdot \frac{\sigma_{lat}}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ck}^{-0,21}$$

$$[13] \quad f_{cc} = f_{ck} \cdot \left( \frac{\sigma_{lat}}{f_{tk}} + 1 \right)^k$$

$$[14] \quad v_s = 0,3 ; v_c = 0,2 ; \varepsilon_{al} = \varepsilon_v = 0,002$$

Finalmente, el modelo presentado por Hatzigeorgiou (14) (15), el cual resulta más sencillo para su aplicación [15], y se basa en la obtención empírica de una tensión circunferencial  $\sigma_h$  [16] en el acero que produce una tensión de confinamiento en el hormigón  $f_{rp}$  [17]. Conceptualmente, el modelo se basa en aumentar la resistencia del hormigón  $f_{cc}$  [18] y reducir la capacidad del acero  $f_{yc}$  [19] en una cierta medida que depende de la tensión circunferencial  $\sigma_h$  y de la geometría del tubo, también inspirado en (11). Los parámetros de partida en el cálculo son  $D$ ,  $t$ ,  $f_y$  y  $f_{ck}$ . Finalmente, se destaca que el incremento de resistencia debida al confinamiento, según los autores, no depende de la relación  $L/D$ .

$$[15] \quad F_{\text{Hat}} = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_{yc}$$

$$[16] \quad \sigma_h = f_y \cdot \exp \left( \ln \left( \frac{D}{t} \right) + \ln(f_y) - 11 \right)$$

$$[17] \quad f_{rp} = \frac{2 \cdot \sigma_h \cdot t}{D - 2 \cdot t}$$

$$[18] \quad f_{cc} = f_{ck} + 4,3 \cdot f_{rp}$$

$$[19] \quad f_{yc} = 0,5 \cdot \left( \sigma_h - \sqrt{4 \cdot f_y^2 - 3 \cdot \sigma_h^2} \right)$$

### 2.2.3. Estudios experimentales

Numerosos ensayos sobre elementos tubulares rellenos de hormigón con diferentes configuraciones geométricas y ante diferentes condiciones estáticas se encuentran recogidos en una base de datos recopilada por el profesor Goode, de la Universidad de Manchester (18). La misma cuenta con un universo de prototipos ensayados bastante numeroso (1.819 especímenes) y ha sido muy útil para el desarrollo de diversos trabajos. En este estudio se han utilizado algunos datos experimentales con el fin de compararlos con los valores obtenidos con el modelo numérico y con las diferentes formulaciones de diseño.

### 2.2.4. Estudios empírico-analíticos

En una revisión sobre el estado del arte sobre el tema (9), se describen diferentes fórmulas que se han propuesto para predecir la capacidad seccional de los CFT. En (19) se propone que la resistencia de los CFT sometidos a compresión se puede determinar mediante dos límites. El primero se refiere a la carga crítica de un elemento considerando su rigidez equivalente como la suma parcial de las rigideces de hormigón y acero. El segundo se refiere a la carga crítica de la sección reducida de acero. Se demuestra que ambas resistencias son bastante conservadoras para predecir el comportamiento de los CFT. Años más tarde, en (20) se propuso un procedimiento para determinar la carga máxima axial para CFT sumando las capacidades parciales. Dichos autores encontraron que para los CFT con una relación  $L/D < 5$ , la capacidad de los elementos frente a esfuerzo axial podía alcanzar hasta un 60% más de la suma de las capacidades parciales de ambos materiales. Se han desarrollado modelos que tienen en cuenta el efecto del deslizamiento entre superficies (21) u otros que se basan en los modelos de discretización por fibras (14) (15) (22). Otros autores basan sus predicciones analíticas en diagramas momento-curvatura (23) (24).

### 2.2.5. Estudios numéricos

En la literatura especializada se pueden encontrar numerosos trabajos sobre el estudio de la respuesta estructural de CFT utilizando mé-

todos numéricos (25) (26). Se pueden distinguir los a) modelos tridimensionales o modelos de elementos finitos continuos b) modelos unidimensionales de barras con discretización de la sección transversal utilizando fibras.

#### 2.2.5.1. Modelos tridimensionales

Shams y Saadeghvaziri (9) presentaron modelos de caracterización de la respuesta no lineal de CFT sometidos a carga axial. Por otra parte, Hu y otros autores (27) analizaron la respuesta de CFT con modelos tridimensionales similares a los descritos en (9). Asimismo, en (10) se presentan estudios numéricos donde se analiza la respuesta de CFT cortos ante cargas de compresión. Los modelos fueron calibrados con los ensayos experimentales.

#### 2.2.5.2. Modelos unidimensionales basados en fibras

Numerosos autores han utilizado modelos de fibras en la predicción de la capacidad última de pilares mixtos (21) (25) (28) (29). Dichos modelos son especialmente adecuados para reproducir la respuesta a corto y largo plazo de perfiles embebidos en una matriz de hormigón. Sin embargo, los mismos no suelen reproducir de manera adecuada el confinamiento del hormigón en la dirección radial (ya que no se estudian las tensiones en esa dirección) ni la abolladura local de la pared del tubo.

## 3. EN 1994-1-1 (1). ESTRUCTURAS MIXTAS HORMIGÓN-ACERO

EN1994-1-1 (1) incluye reglas de dimensionamiento que permiten realizar un cálculo simplificado del diagrama de interacción de la sección transversal de CFT. Con este diagrama, se puede verificar la resistencia de la sección de las pilas para diferentes combinaciones axial-momento y así garantizar que los esfuerzos de cálculo no superen los esfuerzos resistentes del elemento. La formulación simplificada de EN1994 es válida siempre y cuando los elementos a verificar cumplan ciertas proporciones geométrico/mecánicas. Por una parte, la esbeltez adimensional debe cumplir  $\lambda \leq 2,0$  y la cuantía de acero debe estar comprendida entre ciertos límites, ver expresión [20], donde  $A_a$  es el área de acero,  $f_{yd}$  es el valor de cálculo del límite elástico del acero del acero y  $N_{pl,Rd}$  el axial resistente de cálculo de la sección, el cual para una sección mixta en ausencia de armaduras viene dado por la ecuación [21].

$$[20] \quad \delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad 0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

$$[21] \quad N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Por otra parte, en el caso de secciones circulares rellenas, la relación diámetro/espesor ( $D/t$ ) debe ser menor que  $D/t < 90 \cdot 235/f_y$  y así garantizar que no aparezcan fenómenos de inestabilidad local.

Para construir el diagrama de interacción, se debe conocer la resistencia a solicitaciones combinadas  $N$ - $M$  mediante un cálculo simplificado. Dicho cálculo consiste en definir una profundidad de la fibra neutra " $z$ " de la sección transversal de la Figura 2. Dicha línea separa las zonas comprimidas ( $A_{c,c}$  para el hormigón y  $A_{a,c}$  para el acero) y traccionadas ( $A_{a,t}$ ) de la sección mixta hormigón-acero. A partir de dicha profundidad, se plantea el equilibrio de fuerzas que se originaría al suponer un estado tensional en régimen plástico tanto en el acero como en el hormigón utilizando los valores de cálculo de las resistencias parciales  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  del hormigón y acero respectivamente. Si el mismo se realiza para diferentes valores de la profundidad de la línea neutra " $z$ ", se puede construir un diagrama de interacción seccional para elementos flexo-comprimidos con diferentes pares de valores de resistencia  $N$ - $M$  (Figura 3). Para una cierta profundidad del eje neutro, el par de esfuerzos internos resultantes corresponde a un valor  $N=0$  y  $M=M_{pl,Rd}$ , resistencia que se denomina a flexión pura.

En el caso concreto de CFT, EN1994-1-1 (1) permite incluir el efecto del posible confinamiento del hormigón mediante sendos coeficientes de incremento/decremento de la resistencias parciales de hormigón y acero, respectivamente. La expresión [22] la resistencia de cálculo frente al esfuerzo axil, teniendo en cuenta el confinamiento (en ausencia de armaduras longitudinales). Los coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  se definen en las expresiones [23] [24] [25] y [26].

$$[22] \quad N_{pl,Rd} = n_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \left( 1 + n_c \frac{t \cdot f_y}{D \cdot f_{ck}} \right)$$

$$[23] \quad n_a = n_{ao} + (1 - n_{ao}) \left( 10 \cdot \frac{e/D}{D} \right)$$

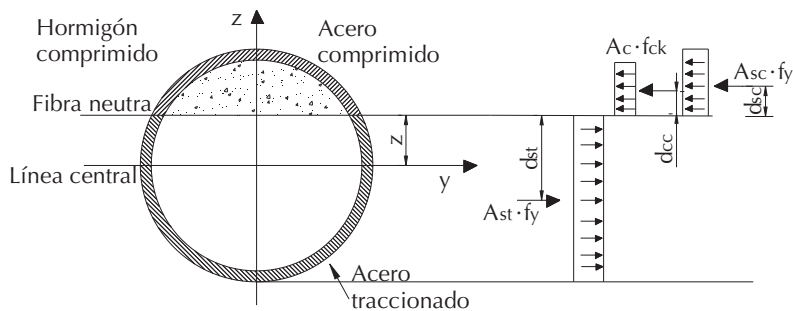
$$[24] \quad n_c = n_{co} \left( 1 - 10 \cdot \frac{e/D}{D} \right)$$

Donde:

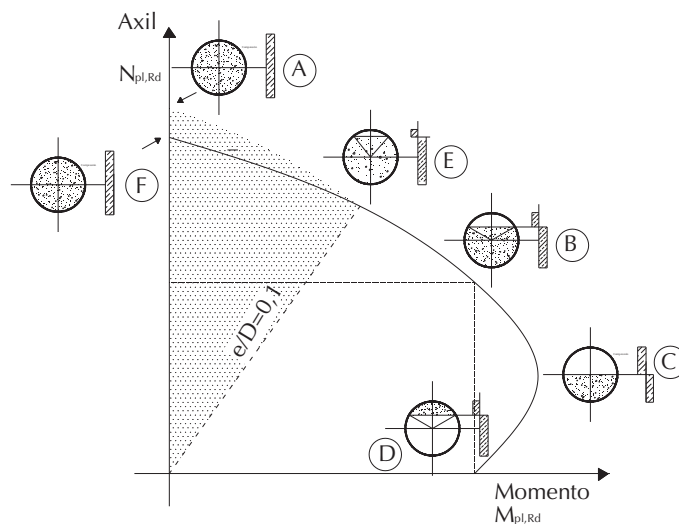
$$[25] \quad n_{ao} = 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \quad n_{ao} \leq 1,0$$

$$[26] \quad n_{co} = 4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \quad n_{co} \geq 1,0$$

Para poder tener en cuenta el efecto del confinamiento en CFT, se deben cumplir dos condiciones adicionales: i) la esbeltez adimensional de la pieza no puede superar el valor de  $\lambda \leq 0,5$  y ii) la excentricidad relativa  $e/D$  no puede superar un valor de  $e/D \leq 0,1$ . En esta última condición, la excentricidad " $e$ " se define como  $e = M_{Ed}/N_{Ed}$ .



2



3

Esta limitación se indica en la Figura 3 con una recta que delimita dos áreas diferenciadas: el área del diagrama donde se puede tener en cuenta el confinamiento para diferentes combinaciones axil-momento y el área donde dicha mejora de resistencia no puede ser aplicada. Como alternativa conservadora y simplificada, en CFT se puede tener en cuenta el confinamiento del hormigón cambiando el coeficiente que acompaña la contribución parcial del hormigón de 0,85 por un valor igual a 1,0.

Finalmente, el diagrama de interacción se basa en las siguientes hipótesis:

- No se considera la resistencia del hormigón a tracción.
- Se considera que existe interacción total entre ambos materiales y que se cumple la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de deformarse.

#### 4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

##### 4.1. Aspectos generales

Se utiliza un modelo tridimensional de elementos finitos basados en sólidos y en elementos tipo Shell –Abaqus-Simulia (30)– el cual se ha sido contrastado con la experimentación por otros autores (10)

2. Base geométrica del análisis seccional de las pilas.

3. Diagrama de interacción simplificado según EN 1994-1-1 (1).



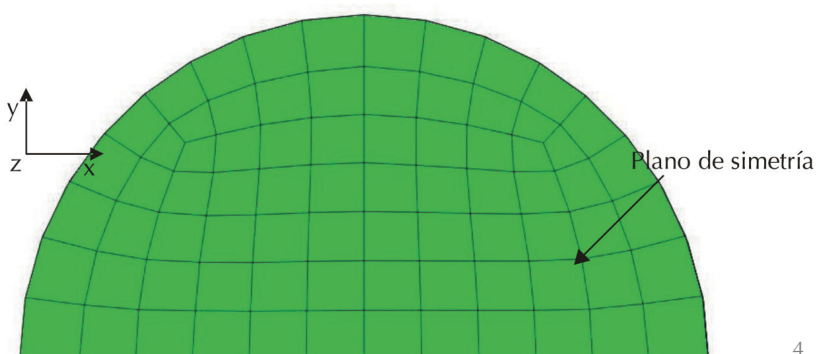
#### 4. Simetría utilizada en las simulaciones.

para este fenómeno en concreto. El código Abaqus permite reproducir las posibles no linealidades geométricas y del material que presentan los elementos en estudio. En este caso, el modelo es especialmente adecuado para reproducir los fenómenos acoplados de inestabilidad, plastificación del material y contacto entre dos superficies. A continuación se detallan las características principales de la modelización.

#### 4.2. Geometría

Se plantea una geometría tridimensional para los elementos tubulares metálicos utilizando elementos cuadriláteros tipo "shell" S4R de primer orden con integración reducida. Se trata de elementos con 6 grados de libertad por nodo igualmente válidos en el caso de problemas relacionados con la teoría de placas gruesas (Reissner-Midlin) o bien, con la teoría de placas delgadas (Kirchhoff). Para optimizar el tiempo de cálculo se plantea una integración reducida con una malla suficientemente refinada para evitar los problemas numéricos de distorsión. Por otra parte, se plantea una geometría tridimensional para el hormigón contenido en las pilas tubulares utilizando elementos hexaédricos (8 nodos) de primer orden C3D8 tipo "brick". Se trata de elementos con 3 grados de libertad por nodo que se compatibilizan con los elementos metálicos de 6 grados de libertad con una formulación de contacto que se describe posteriormente.

Es importante destacar que durante todo el estudio numérico, se hace uso de la simetría del problema y se modeliza, con las condiciones de contorno adecuadas, media sección transversal de CFT como se muestra en la Figura 4. Asimismo, es importante destacar que se realiza un mallado sesgado con elementos más pequeños en los extremos de los elementos (malla más densa) que en el centro de los mismos. Dicho mallado permanece inalterado para los prototipos de igual diámetro y longitud independientemente del espesor de los tubos (véase apartado 5).



#### 4.3. Formulación de contacto hormigón-acero

El contacto mecánico entre las superficies de hormigón y acero se modeliza utilizando la formulación existente en las librerías del código Abaqus denominada *hard contact*. Dicha formulación se basa principalmente en la compatibilidad de desplazamientos de los nodos adyacentes de las dos superficies en cuestión. Por otra parte, se debe definir la formulación ante dos tipos de comportamiento: comportamiento normal entre las dos superficies y comportamiento tangencial entre las mismas. Para el caso en estudio, se define que en la dirección normal entre las superficies no puede existir penetración entre los nodos pertenecientes a las mismas pero sí podría existir una eventual separación entre ellas. Asimismo, en la dirección tangencial se define un coeficiente de rozamiento  $\mu=0,3$  entre ambas superficies.

#### 4.4. Material

La ecuación constitutiva adoptada para el acero es elasto-plástica perfecta sin endurecimiento por deformación. El módulo de elasticidad del acero utilizado es  $E=210000 \text{ N/mm}^2$  con un valor del coeficiente de Poisson  $\nu=0,30$ . Para estados multi-axiales, se introduce una superficie de fallo de *von Mises*.

La expresión [27] indica la ecuación utilizada para definir la superficie de fallo del acero en función de las tensiones principales  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  utilizando el invariante desviador  $J_2$ :

$$F = \sqrt{J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = f_y \quad [27]$$

La ecuación constitutiva adoptada para el hormigón incluye el clásico comportamiento parábola-rectángulo cuando el material se encuentra comprimido con una caída brusca de resistencia cuando la deformación alcanza un valor de  $\epsilon=0,0035$ . Se define una resistencia característica máxima a compresión  $f_{ck}$  y un módulo de deformación secante instantáneo  $E_{cm}$  [28] según lo especificado en la Instrucción EHE-08 (31) diferente del especificado en EN1992-1-1 ya que EHE-08 arroja valores más conservadores; a igualdad de resistencia media, el valor del módulo de deformación longitudinal secante  $E_{cm}$  obtenido de acuerdo con EHE-08 es menor. Por otra parte, de acuerdo con EN1992-1-1, el valor de  $E_{cm}$  podría llegar a reducirse hasta en un 30%, en función del tipo de árido utilizado.

Finalmente, se define un comportamiento lineal a tracción hasta que ocurre la fisuración

del mismo para un valor de  $f_{tk}$ , que se define como  $f_{tk}=0,09 \cdot f_{ck}$ . Una vez el hormigón ha fisurado, se define una rama descendente de reblandecimiento del material que se introduce en el modelo utilizando valores típicos de energía de fractura ( $GFI=0,15$  N/mm). Las ecuaciones [29] y [30] describen de manera cualitativa las relaciones entre tensión y deformación del hormigón sometido a tensiones de compresión y tracción ( $c$  y  $t$ ).

$$[28] \quad E_{cm} = 8500 \sqrt{f_{cm}}$$

$$[29] \quad \sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_{cm} \cdot (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

$$[30] \quad \sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_{cm} \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

donde:

$\varepsilon$  representa a deformación total,  $\varepsilon^{pl}$  representa la deformación plástica y  $d$ , el índice de daño acumulado (30).

#### 4.5. Tipo de análisis

Se ha utilizado una formulación explícita para resolver el problema no lineal. Con la misma se utilizan una formulación dinámica para la resolución de problemas estáticos. La ecuación a resolver es la ecuación de movimiento. La ecuación de movimiento es una expresión matemática descrita por una ecuación diferencial no-homogénea de segundo orden de coeficientes constantes (en el caso de comportamiento estructural lineal) y que representa el equilibrio natural entre las fuerzas elásticas  $F_E(t)$ , de amortiguamiento  $F_S(t)$  e inerciales  $F_I(t)$ , que se desarrollan en la estructura al actuar una fuerza externa  $F_{ext}(t)$  [31].

$$[31] \quad F_E(t) + F_S(t) + F_I(t) = F_{ext}(t)$$

El concepto de dicha estrategia radica en plantear una modelización tal que las componentes viscosas (de amortiguamiento) e inerciales sean muy pequeñas en comparación con la componente elástica. Para ello, se suele aplicar la fuerza externa con una velocidad mínima. Por otra parte, se plantea una relación masa-viscosidad cinemática adecuada para que el problema a resolver con una formulación dinámica pueda reproducirse de manera cuasi-estática. De esta manera no se introducen efectos adicionales que alteren la realidad física del problema. Como en todas las formulaciones explícitas, Abaqus resuelve la ecuación de movimiento propagando nodo a nodo los efectos inducidos por las acciones externas. Se debe prestar especial atención a los efectos del escalado de masa del modelo (que reduce los efectos inerciales inducidos por la aceleración) así como los efectos viscosos (que reducen la componente energética inducida por el

amortiguamiento). De esta manera, el modelo explícito resulta equivalente al modelo implícito pero requiere menos tiempo de cálculo y coste computacional.

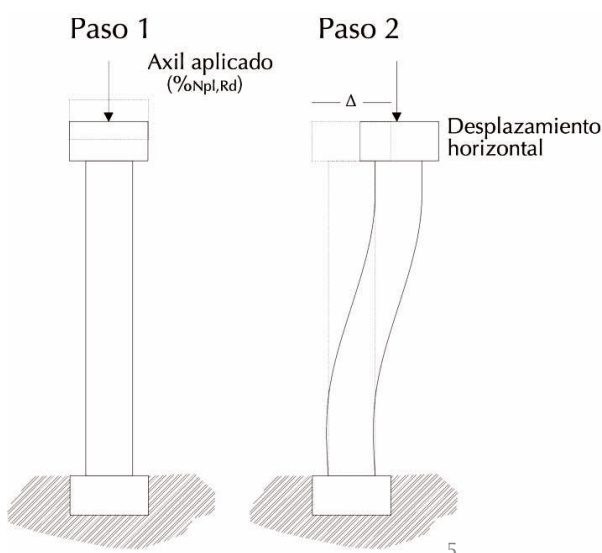
#### 4.6. Modelización de CFT sometidos a un desplazamiento en cabeza

El estudio que se plantea es el análisis no lineal de CFT cuando se ven sometidas a un desplazamiento monótono creciente en cabeza como se muestra en la Figura 5. El análisis se realiza en dos pasos (*Steps*). En un primer paso se aplica un esfuerzo axial que corresponde a un cierto porcentaje del axil máximo teórico de la pieza  $N$ . Dicho axil se aplica a través de un desplazamiento controlado en la cabeza de la pila. Una vez se ha aplicado dicho porcentaje del axil (%N), se procede a incrementar monótonicamente el desplazamiento en cabeza del elemento, manteniendo el desplazamiento longitudinal. El desplazamiento lateral genera un esfuerzo cortante  $V$  y un momento flector  $M$ . Por equilibrio se pueden establecer las expresiones que gobiernan el sistema estructural [32] [33] y [34]. Nótese que en el caso de la expresión de equilibrio de momentos [34], se incluyen los efectos de segundo orden.

$$[32] \quad \Sigma F_{ver} = 0 \rightarrow N_A = N_B = N$$

$$[33] \quad \Sigma F_{hor} = 0 \rightarrow V_A = V_B = V$$

$$[34] \quad \Sigma M = 0 \rightarrow M_A = M_B = \frac{V \cdot L}{2} + N \cdot \Delta$$

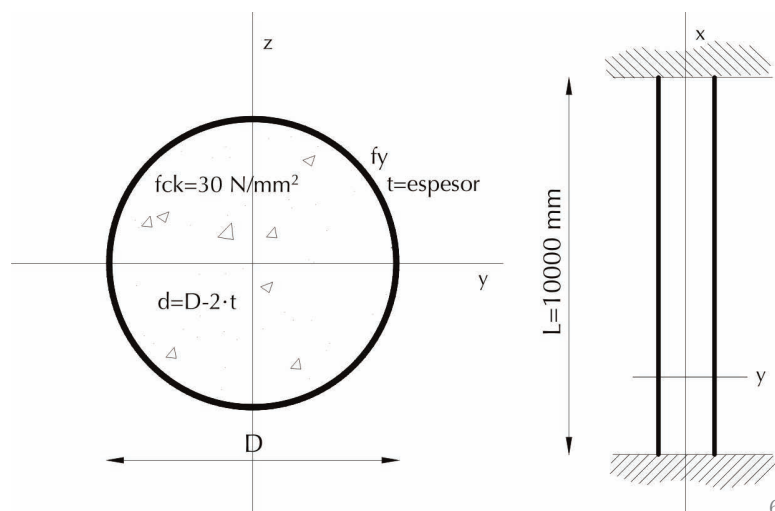


Para cada incremento de carga, se resuelve la ecuación de movimiento, la cual en este caso es de carácter no lineal. El resultado es, pues, una curva de respuesta incremental que permite caracterizar el comportamiento de las pilas metálicas rellenas de hormigón sometidas a un desplazamiento en cabeza.

#### 5. Aplicación de la carga en el análisis no lineal incremental.

**Tabla 1.** Base de datos numérica de pilas metálicas circulares rellenas de hormigón sometidas a un desplazamiento en cabeza

Pila	D (mm)	Espesor t (mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	N (%N <sub>plRd</sub> )	Total casos
L10D1M	1000	10-15-20-25-30-35	235-275-355-460	8 casos	192
L10D2M	2000	20-30-40-50-60-80	355-460	8 casos	96
Total					288



## 5. BASE DE DATOS NUMÉRICA

El estudio se basa en una matriz hipotética de dos pilas metálicas circulares rellenas de hormigón con dimensiones inspiradas en geometrías reales de pilas de puentes integrales. La Tabla 1 presenta la casuística correspondiente. Con la misma, se busca variar sistemáticamente la cuantía de acero  $\delta$  así como el axil concomitante aplicado a las pilas. Por tanto, los parámetros fundamentales que varían son: el espesor de la chapa, el límite elástico del acero, y el esfuerzo axil aplicado que se plantea como un porcentaje del axil plástico resistente de la pieza. La Figura 6 muestra las dimensiones globales de los dos prototipos en estudio.

## 6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 6.1. Capacidad seccional de los CFT

Como primer punto, se muestran los resultados relativos a la capacidad última a compresión y flexión de todas las piezas en la Tabla 2.

**Tabla 2.** Resultados numéricos y teóricos obtenidos relativos a la capacidad última de las piezas a flexión y axil

D	t	$f_y$	$f_{ck}$	$\delta$	N <sub>EN1994, no conf</sub>	N <sub>EN1994, conf</sub>	N <sub>num</sub>	M <sub>EN1994</sub>	M <sub>num</sub>	N <sub>num</sub> / N <sub>EN1994, no conf</sub>	N <sub>num</sub> / N <sub>EN1994, conf</sub>	M <sub>num</sub> / M <sub>EN1994</sub>
(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN)	(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN·m)			
1000	10	235	30	0,24	29937,15	31592,16	31541,60	2979,97	3411,13	1,05	1,00	1,14
	10	275	30	0,27	31181,11	33027,02	33182,40	3443,55	3955,10	1,06	1,00	1,15
	10	355	30	0,32	33669,03	35830,07	37327,20	4359,54	5030,81	1,11	1,04	1,15
	10	460	30	0,38	36934,42	39386,98	40778,20	5516,94	6350,27	1,10	1,04	1,15
	15	235	30	0,32	33076,45	35846,33	35500,00	4268,24	5036,75	1,07	0,99	1,18
	15	275	30	0,35	34932,97	37995,51	38942,20	4928,71	5829,26	1,11	1,02	1,18
	15	355	30	0,42	38646,00	42169,08	41720,40	6227,02	7337,12	1,08	0,99	1,18
	15	460	30	0,48	43519,35	47423,97	49068,20	7892,75	9084,36	1,13	1,03	1,15
	20	235	30	0,39	36183,56	40124,12	39000,00	5483,32	6606,20	1,08	0,97	1,20
	20	275	30	0,42	38646,35	42976,08	43132,80	6332,42	7627,57	1,12	1,00	1,20
	20	355	30	0,49	43571,92	48491,33	49423,60	8001,98	9502,55	1,13	1,02	1,19
	20	460	30	0,55	50036,74	55398,88	56310,80	10151,11	11874,96	1,13	1,02	1,17
	25	235	30	0,44	39258,47	44386,15	41982,60	6640,85	8147,24	1,07	0,95	1,23
	25	275	30	0,48	42321,25	47927,95	45916,20	7670,98	9346,27	1,08	0,96	1,22
	25	355	30	0,54	48446,80	54756,23	52172,20	9700,27	11636,62	1,08	0,95	1,20
	25	460	30	0,61	56486,59	63276,13	64857,70	12321,07	14661,60	1,15	1,02	1,19
	30	235	30	0,48	42301,18	48610,25	45840,60	7751,01	9637,64	1,08	0,94	1,24
	30	275	30	0,52	45957,67	52828,49	48833,20	8956,80	11062,78	1,06	0,92	1,24
	30	355	30	0,59	53270,64	60941,99	59071,20	11336,25	13802,70	1,11	0,97	1,22
	30	460	30	0,65	62868,91	71037,41	71122,20	14416,31	17464,39	1,13	1,00	1,21
	35	235	30	0,52	45311,69	52783,01	49436,80	8820,74	11156,62	1,09	0,94	1,26
	35	275	30	0,56	49555,60	57664,26	53043,20	10197,65	12760,95	1,07	0,92	1,25
	35	355	30	0,62	58043,42	67036,03	62959,60	12918,90	16036,56	1,08	0,94	1,24
	35	460	30	0,68	69183,69	78672,60	76547,00	16450,35	20416,13	1,11	0,97	1,24
2000	20	355	30	0,32	134676,10	157579,27	155011,00	34815,63	38895,00	1,15	0,98	1,12
	20	460	30	0,38	147737,67	176383,13	168539,60	44130,99	49919,30	1,14	0,96	1,13
	30	355	30	0,42	154583,99	189469,88	162251,00	49816,20	58940,00	1,05	0,86	1,18
	30	460	30	0,48	174077,38	217359,21	193443,20	63141,98	67589,20	1,11	0,89	1,07
	40	355	30	0,49	174287,69	221051,84	200612,00	64015,84	76462,40	1,15	0,91	1,19
	40	460	30	0,55	200146,95	257831,60	236566,00	81208,88	94841,90	1,18	0,92	1,17
	50	355	30	0,54	193787,21	252213,17	223196,00	77602,17	90812,00	1,15	0,88	1,17
	50	460	30	0,61	225946,37	297698,40	266766,00	99123,33	119205,00	1,18	0,90	1,20
	60	355	30	0,59	213082,54	282895,33	267310,00	90690,01	109261,00	1,25	0,94	1,20
	60	460	30	0,65	251475,63	336908,11	315850,00	121363,14	140551,00	1,26	0,94	1,16
	70	355	30	0,62	232173,69	313065,08	286710,00	103351,17	133756,00	1,23	0,92	1,29
	70	460	30	0,68	276734,74	375432,56	340948,00	131639,97	164252,00	1,23	0,91	1,25
	80	355	30	0,65	251060,66	342702,52	308398,00	115621,11	149297,00	1,23	0,90	1,29
	80	460	30	0,71	301723,71	413255,63	370992,00	147382,77	186046,00	1,23	0,90	1,26



Se considera pertinente analizar los resultados numéricos conjuntamente con los resultados obtenidos al aplicar la formulación de EN 1994-1-1 (1). Para efectos de comparación entre los resultados numéricos, experimentales y los obtenidos con EN 1994-1-1, se utilizan los valores característicos de los materiales a diferencia de los valores de cálculo, los cuales se ven afectados por los correspondientes coeficientes parciales asociados a la incertidumbre de las propiedades de los materiales. Por tanto, la notación de EN 1994-1-1 asociada a los valores de cálculo  $N_{pl,Rd}$  y  $M_{pl,Rd}$  cambia a la notación asociada a los valores característicos  $N_{pl,Rk}$  y  $M_{pl,Rk}$ .

Al observar con detalle los resultados obtenidos se infiere:

- Las capacidades últimas de las piezas a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) y con EN1994 ( $N_{pl,Rk,no\ conf}$  y  $N_{pl,Rk,conf}$ ) aumentan con el espesor del tubo de acero y el límite elástico.
- En todos los casos, la capacidad última a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) es mayor que la capacidad última obtenida con EN1994 si no se tiene en cuenta el posible confinamiento del hormigón ( $N_{pl,Rk,no\ conf}$ ). El cociente entre ambas magnitudes varía entre  $N_{num} / N_{pl,Rk,no\ conf} = 1,05$  y  $N_{num} / N_{pl,Rk,conf} = 1,26$ . Esto indica que los resultados arrojados por EN 1994-1-1 se encuentran del lado de la seguridad. Cabe resaltar que la formulación arroja resultados más conservadores para el caso de las pilas con  $L/D=5$  ( $D=2000\text{mm}$ ).
- Si se tiene en cuenta el posible confinamiento del hormigón ( $N_{pl,Rk,conf}$ ), en algunos casos, la capacidad última a compresión obtenida con el modelo numérico ( $N_{num}$ ) es menor que la capacidad última obtenida con EN1994. El cociente entre ambas

magnitudes varía entre  $N_{num} / N_{pl,Rk,conf} = 0,86$  y  $N_{num} / N_{pl,Rk,conf} = 1,04$ . Ello indica que en algunos casos, la formulación de EN1994 se encuentra del lado de la inseguridad.

- Las capacidades últimas de las piezas a flexión obtenidas con el modelo numérico ( $M_{num}$ ) y con EN1994 ( $M_{pl,Rk}$ ) aumentan con el espesor del tubo de acero y el límite elástico.
- En todos los casos, la capacidad última a flexión obtenida con el modelo numérico ( $M_{num}$ ) es mayor que la capacidad última obtenida con EN1994 ( $M_{pl,Rk}$ ). El cociente entre ambas magnitudes varía entre  $M_{num} / M_{pl,Rk} = 1,12$  para cuantías bajas de acero y  $M_{num} / M_{pl,Rk} = 1,29$  para cuantías altas de acero. Esto indica que los resultados arrojados por EN1994-1-1 (1) se encuentran del lado de la seguridad.

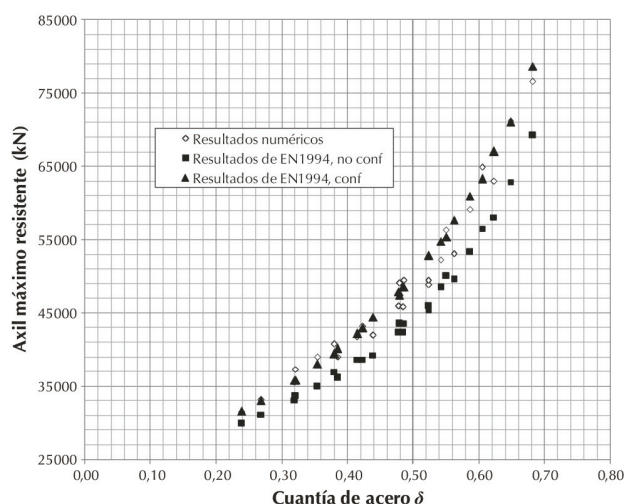
Con el objeto de ilustrar las tendencias observadas en la tabla, se presentan algunos gráficos adicionales sobre la capacidad seccional de las piezas sometidas a compresión y flexión pura. Primeramente, se presentan las Figuras 7a y 7b, las cuales incluyen los valores de axil máximo resistente de las piezas, como una función de la cuantía de acero  $\delta$ . De las mismas se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La capacidad de las piezas aumenta con la cuantía de acero en todos los casos analizados (tanto numéricos como los obtenidos con EN 1994-1-1) y las tendencias que se visualizan son muy similares al comparar los resultados numéricos con los derivados de la formulación de EN1994-1-1 (1).
- Para valores bajos de cuantía de acero, los resultados numéricos y los obtenidos con EN 1994-1-1 se ajustan bastante, tanto los que incluyen cierto nivel de confinamiento como los que sólo incluyen el

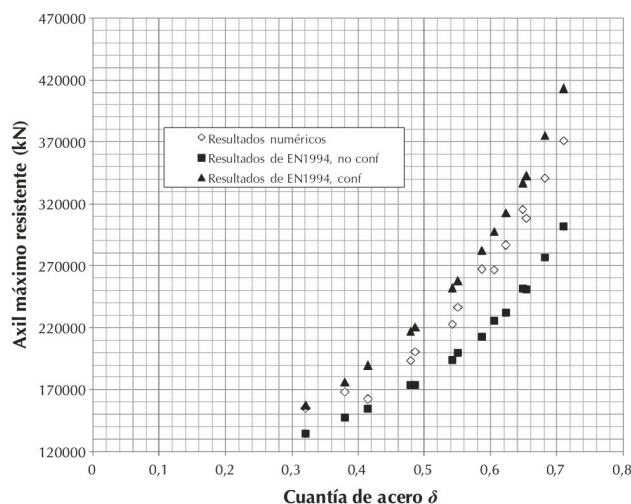
6. Vistas de los prototipos en estudio.

7. Capacidad a compresión de las piezas en función de la cuantía de acero.

- $D=1000\text{ mm}$  ( $L/D=10$ ).
- $D=2000\text{ mm}$  ( $L/D=5$ ).



7a



7b

8. Relación  $N_{num}/N_{pl,Rk}$  en función de la cuantía de acero.

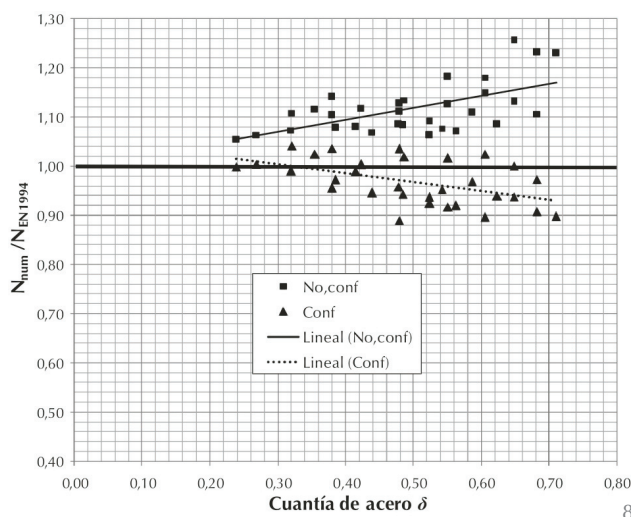
9. Capacidad a flexión de las piezas en función de la cuantía de acero.

(a)  $D=1000$  mm ( $L/D=10$ ).

(b)  $D=2000$  mm ( $L/D=5$ ).

valor mínimo sugerido por EN1994-1-1 (1). Los valores de la formulación de EN1994-1-1 (1) que no tienen en cuenta el confinamiento son conservadores en todos los casos.

- Para valores altos de cuantía de acero, los resultados numéricos y como los obtenidos con EN 1994-1-1 no se ajustan de manera adecuada. Por una parte, los valores teóricos que no incluyen confinamiento son muy conservadores y distan mucho de los resultados numéricos y por otra, los resultados que sí incluyen un cierto valor de confinamiento de acuerdo con EN1994 se encuentran del lado de la inseguridad. Las diferencias son más acusadas para el caso de  $L/D=5$ . Esta última conclusión confirma los resultados presentados por (16).



La Figura 8 muestra la relación entre el axil numérico y teórico tanto para el caso en el cual se tiene en cuenta el confinamiento según los coeficientes  $\eta$ , como para el caso en que no se tiene en cuenta tal incremento de resistencia del hormigón. Se incluyen asimismo, las líneas de tendencia de ambas series de datos. Se observa cla-

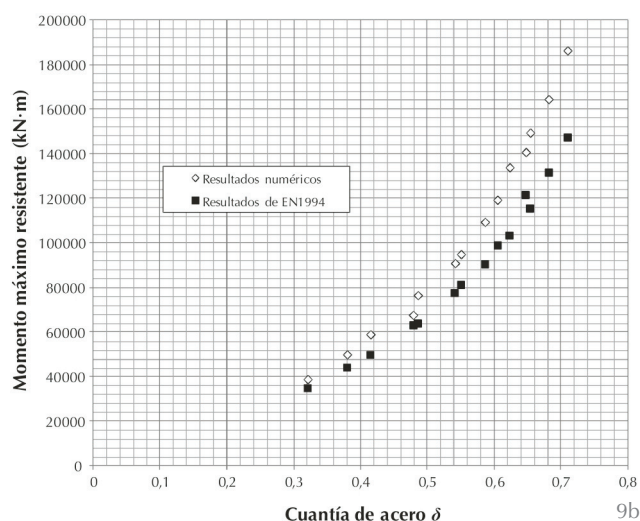
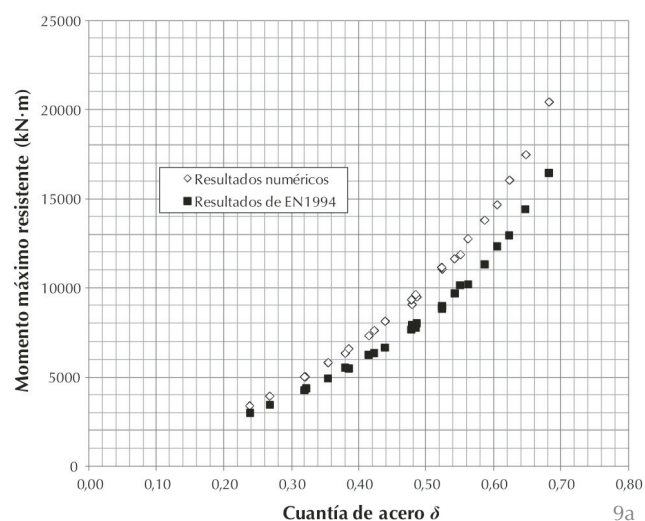
ramente la divergencia de ambas tendencias. Para el caso en el cual no se tiene en cuenta el confinamiento, se observa que conforme crece la cuantía de acero, la formulación de EN1994 se hace más conservadora (crece  $N_{num}/N_{pl,Rk}$ ). Por el contrario, para el caso en el cual se tiene en cuenta el confinamiento según los coeficientes  $\eta$ , se observa que conforme crece la cuantía de acero, la formulación de EN1994 se aleja de la seguridad.

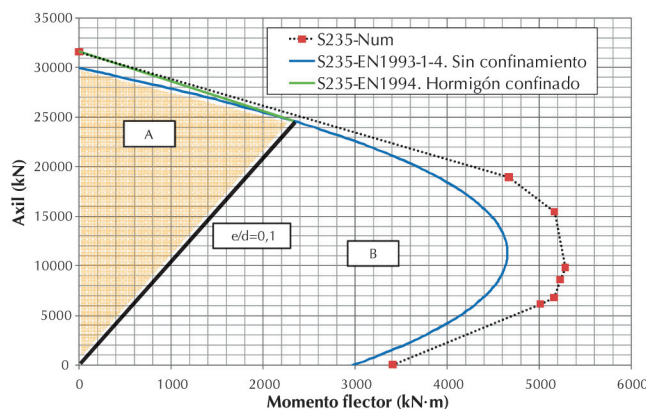
Por otra parte, en las Figuras 9a y 9b se presentan gráficos similares a los anteriores pero en este caso, con valores del momento máximo resistente. Para la determinación del momento último, EN1994-1-1 (1) no considera ningún efecto de confinamiento.

De las Figuras 9a y 9b, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

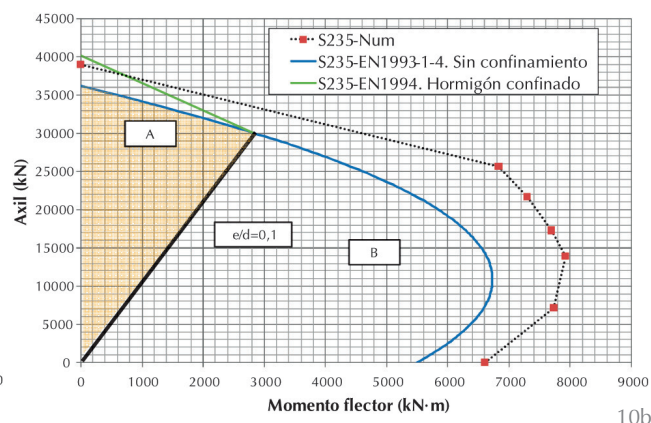
- La capacidad de las piezas aumenta con la cuantía de acero en todos los casos analizados (tanto numéricos como los obtenidos con EN1994-1-1) y las tendencias que se visualizan son muy similares al comparar los resultados numéricos con los derivados de la formulación de EN1994-1-1 (1).
- Para valores bajos de cuantía de acero, los resultados numéricos y los obtenidos con EN1994-1-1 se ajustan bastante bien mientras que para valores altos de cuantía de acero, los resultados numéricos y teóricos no se ajustan de manera tan adecuada. No obstante, en todos los casos, la formulación de EN1994-1-1 (1) se encuentra del lado de la seguridad.

En la Figura 10 se presentan 4 diagramas de interacción construidos para 4 prototipos de la base de datos. La diferencia fundamental entre los diagramas para cada caso es el valor del espesor del tubo de acero

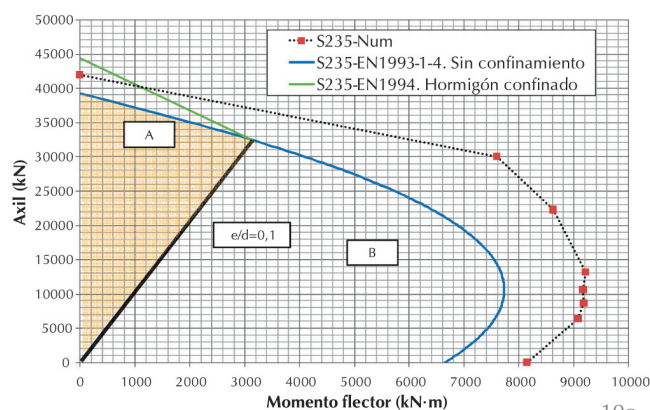




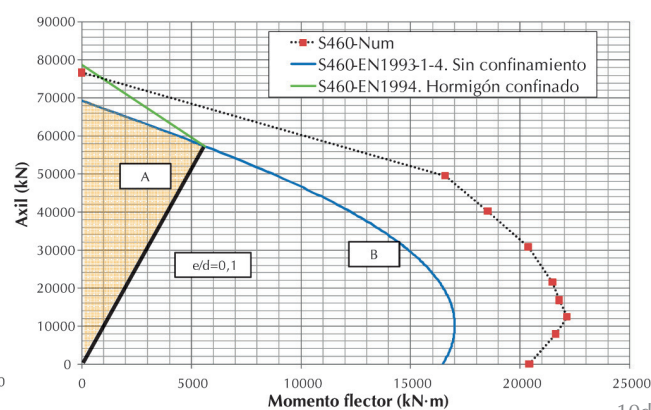
10a



10b



10c



10d

y/o el límite elástico, lo que se traduce en diferentes valores de cuantía de acero  $\delta$ . Es importante resaltar la zona A, en la cual EN1994-1-1 (1) permite tener en cuenta un posible confinamiento (para valores pequeños de momento flector concomitante  $e/D = (M_{Ed}/N_{Ed}) \cdot (1/D) < 0,1$ ).

Al comparar los resultados numéricos y los obtenidos con EN1994-1-1 se observa cómo ambos presentan una coincidencia en términos cualitativos. En la Figura 10a, los valores que predice la formulación en el entorno de las pequeñas excentricidades se acercan bastante a los valores que arroja el modelo numérico. En este caso la cuantía mecánica del acero es relativamente baja y se espera que el incremento de resistencia del hormigón debido al confinamiento sea bajo. Sin embargo, se observa que la formulación que incluye el incremento de resistencia por confinamiento se ajusta más a los resultados numéricos que la formulación que no tiene en cuenta este posible incremento. Todos los resultados de la formulación quedan del lado de la seguridad.

En el segundo caso (Figura 10b), se observa una gran coincidencia cualitativa, aunque no cuantitativa. Se observa que la formulación que incluye cierto valor de incremento de resistencia por confinamiento queda del lado de la inseguridad y predice un valor superior de resistencia a compresión que el modelo numérico. En lo que respecta a

la capacidad a flexión, se observa que el cociente  $M_{num} / M_{pl,Rk} = 1,20$ , encontrándose del lado de la seguridad, pero con valores más conservadores que en el caso anterior.

Las Figuras 10c y 10d muestran diagramas similares al anterior, en los cuales la formulación de EN1994-1-1 (1) y los resultados numéricos presentan tendencias muy similares pero con valores menos ajustados. Los cocientes  $M_{num} / M_{pl,Rk}$  son bastante más conservadores en estos últimos casos  $M_{num} / M_{pl,Rk} = 1,23$  y  $M_{num} / M_{pl,Rk} = 1,26$ , respectivamente.

Como conclusión, se puede decir que la capacidad última seccional de los CFT a compresión y flexión depende directamente de la cuantía de acero y que dicha tendencia no parece estar bien recogida por la formulación de EN1994-1-1 (1).

Por otra parte, en la Tabla 2 se observa que las relaciones  $N_{num}/N_{pl,Rk}$  son ligeramente diferentes para las pilas de longitud  $L=10$  metros y aquellas de longitud  $L=5$  metros. Por tanto, es necesario incluir dicho parámetro en el estudio para detectar las posibles relaciones entre la capacidad seccional de las piezas y la relación  $L/D$ . En vista de que se han realizado estudios numéricos sobre especímenes con relaciones  $L/D=10$  y  $L/D=5$ , se utiliza la base de datos experimental recogida en (18), la cual ha permitido ampliar el análisis de la capacidad

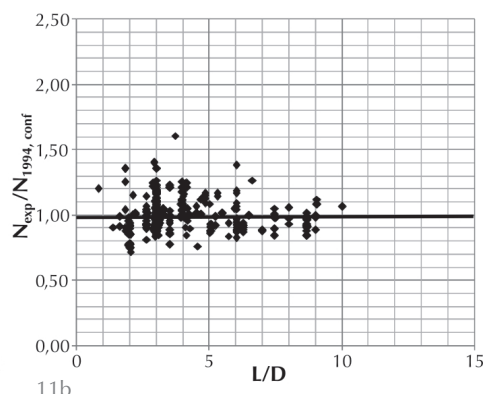
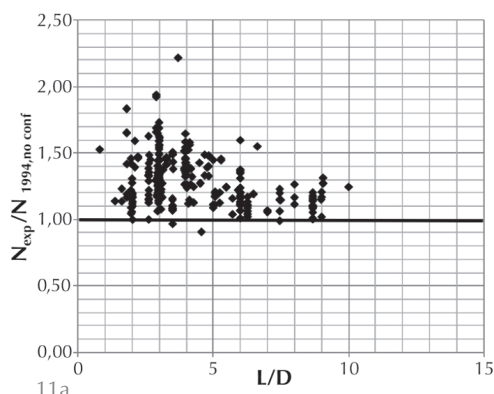
10. Diagramas de interacción.  $L=10000$  mm.  $D=1000$  mm ( $L/D=10$ ).

- (a)  $t=10$  mm,  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>
- (b)  $t=20$  mm,  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>
- (c)  $t=25$  mm,  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup>
- (d)  $t=35$  mm,  $f_y=460$  N/mm<sup>2</sup>



11. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimentalmente y con EN1994.

- (a) EN1994 sin confinamiento.  
(b) EN1994 con confinamiento.



seccional de los CFT para diferentes valores de  $L/D$ . De dicha base de datos experimental, se han extraído 344 de 526 prototipos ensayados por diversos autores.

La Figura 11 muestra los cocientes (a)  $N_{exp}/N_{pl,Rk,no\ conf}$  y (b)  $N_{exp}/N_{pl,Rk,conf}$  considerando sólo los especímenes de la base de datos experimental que no presentan proporciones  $D/t$  susceptibles a incurrir en problemas de abolladura local.

De la Figura se puede inferir que:

- Los valores de  $N_{exp}/N_{pl,Rk,no\ conf}$  se encuentran en su casi totalidad del lado de la seguridad ( $N_{exp}/N_{pl,Rk,no\ conf} \geq 1,0$ ).
- Aproximadamente la mitad de los valores de  $N_{exp}/N_{pl,Rk,conf}$  son inferiores a la unidad (del lado de la inseguridad).
- Cualitativamente, se observa para ambos casos (con y sin confinamiento) que valores bajos de  $L/D$  arrojan cocientes  $N_{exp}/N_{pl,Rk}$  mayores que para valores altos de  $L/D$ . Esta observación confirma algunos resultados obtenidos en estudios anteriores (20).
- La Tabla 3 muestra los indicadores estadísticos relativos a la muestra estudiada. Es de hacer notar el porcentaje de especímenes que arrojan resultados del lado de la inseguridad en cada caso.

**Tabla 3.** Resumen estadístico de la comparación  $N_{exp}/N_{pl,Rk}$ . Tamaño de la muestra  $n=344$

N	EN1994, no conf	EN1994, conf
Media	1,29	1,00
D. típica	0,18	0,13
Variación	0,14	0,13
% Inseguro	1,16	54,94

Se concluye entonces que es necesario plantear una nueva formulación de la capacidad resistente de la sección transversal de los CFT que, considerando el confinamiento, arroje resultados que queden del lado de la seguridad. Tal confinamiento, a la vista de los resultados presentados, debe evaluarse en función de dos parámetros: i) la cuantía de acero  $\delta$  y ii) la relación  $L/D$ .

## 6.2. Comparación de propuestas realizadas por otros autores

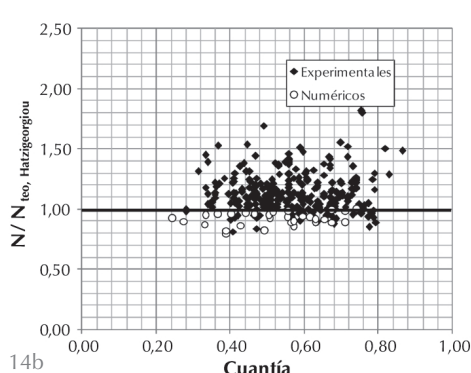
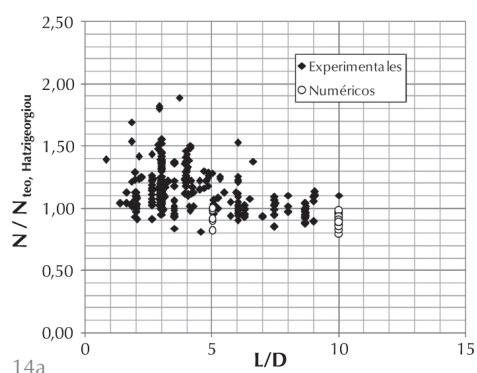
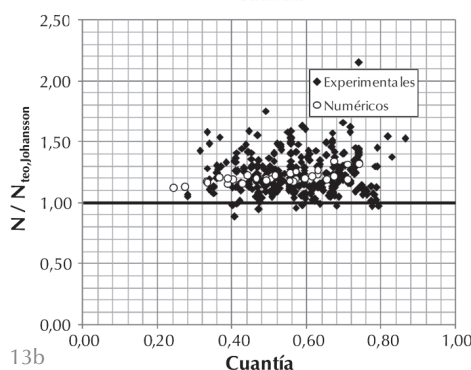
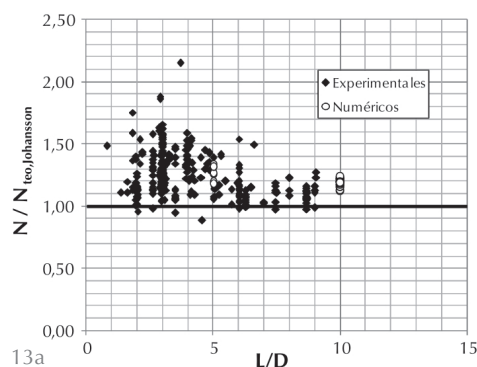
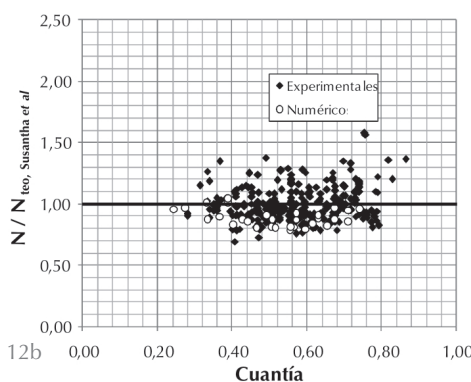
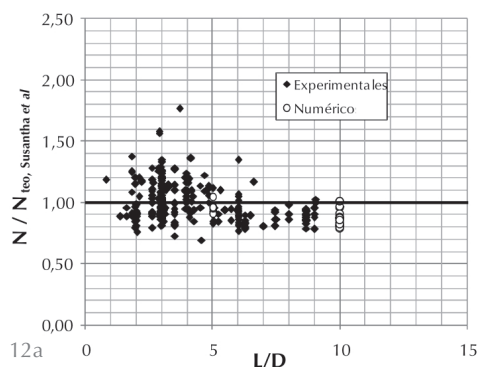
Como se ha descrito en el apartado 2, diversos autores han propuesto modelos de confinamiento del hormigón en CFT que incrementan su capacidad resistente. Los modelos estudiados han sido propuestos en (12) (13) (14) (15). Si se aplican las diferentes formulaciones propuestas por dichos autores a las bases de datos experimentales y numéricas en función de la relación  $L/D$  y de la cuantía (separadamente), se obtienen los resultados que se presentan en las Figuras 12 a 14.

La Tabla 4 resume los indicadores estadísticos asociados a cada una de las muestras: De los resultados de las Figuras anteriores pueden derivarse algunos comentarios:

- Observando el modelo de Susantha *et al* (12), se concluye que dicho modelo arroja resultados que quedan del lado de la inseguridad. El porcentaje de valores  $N/N_{teo,Susantha}$  que se encuentran por debajo de la unidad es muy alto (58,14%).
- El modelo de Johansson (13) arroja resultados bastante satisfactorios. El porcentaje de valores  $N/N_{teo,Johansson}$  inferiores a la unidad es bajo (2,91%).
- El modelo de Hatzigeorgiou (14) (15) arroja resultados inseguros. El porcentaje de valores  $N/N_{teo,Susantha}$  inferiores a la unidad es relativamente alto (16,86%).

Por consiguiente, puede concluirse que el modelo que mejor predice la capacidad resistente de la sección transversal de los CFT es el modelo de Johansson (13). Sin embargo, si se comparan únicamente los resultados numéricos con los obtenidos con dicho modelo, se infiere que la relación  $N_{num}/N_{teo,Johansson}$  presenta una tendencia decreciente con la relación  $L/D$  y creciente con la cuantía de acero. La relación  $N/N_{teo}$  (que en cierto modo representa el factor de seguridad de la predicción teórica), no debería depender de ninguna variable relativa a la geometría y/o material de los CFT.





**Tabla 4.** Resumen estadístico de la comparación  $N_{exp}/NEN1994$ . Tamaño de la muestra  $n=382$  (344 experimentales y 38 numéricos)

Estadísticos	$N/N_{Susantha}$	$N/N_{Johansson}$	$N_{exp}/N_{Hatzigeorgiou}$
Media	1,00	1,25	1,14
Desviación	0,15	0,17	0,16
Variación	0,15	0,14	0,14
% Inseguro	58,14	2,91	16,86

El factor de seguridad debe ser independiente de las variables en estudio si los modelos físicos se ajustan de manera realista a los modelos matemáticos de predicción.

### 6.3. Propuesta de diseño

Se propone una corrección del modelo de Johansson (13) a partir de un parámetro  $\xi$  que depende de la cuantía de acero  $\delta$  y de la relación  $L/D$  [35]. De esta manera, se puede obtener una predicción teórica que, proviniendo de una formulación mecánica, se ajusta más a los resultados obtenidos [36]. Para calibrar dicho coeficiente, se utilizan exclusivamente los resultados obtenidos con

el modelo numérico, ya que los resultados experimentales no son adecuados para el análisis univariable: en la muestra de ensayos estudiada, para un mismo valor de cuantía de acero  $\delta$ , se encuentran numerosos valores de  $L/D$  (o viceversa). Este hecho impide realizar un análisis ingenieril simplificado de tendencias de las variables en estudio. En la Figura 15 se observan los resultados numéricos obtenidos y sus respectivas líneas de ajuste con respecto a los resultados teóricos obtenidos con el modelo de Johansson (13), sin llevar a cabo ninguna corrección.

$$[35] \quad \xi = f\left(\frac{L}{D}; \delta\right)$$

$$[36] \quad N_{teo, Johansson, corregido} = \xi (A_c f_{cc} + A_s \sigma_{al})$$

Se plantea que el coeficiente de corrección  $\xi$  conste de la multiplicación de dos binomios. El primero es una línea recta de pendiente negativa cuya variable independiente es  $L/D$  y es válida en el intervalo  $5 \leq L/D \leq 10$ . El segundo es una línea recta de pen-

12. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Susantha *et al.* (12).

- (a)  $L/D$ .
- (b) Cuantía  $\delta$ .

13. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Johansson (13).

- (a)  $L/D$ .
- (b) Cuantía  $\delta$ .

14. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos experimental y numéricamente y con el modelo de Hatzigeorgiou (14) (15).

- (a)  $L/D$ .
- (b) Cuantía  $\delta$ .

15. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos numéricamente y con el modelo de Johansson (13).

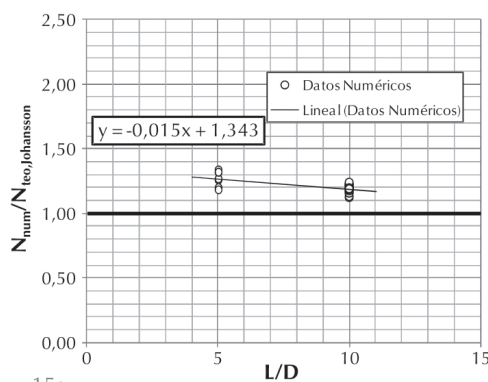
(a)  $L/D$ .

(b) Cuantía  $\delta$ .

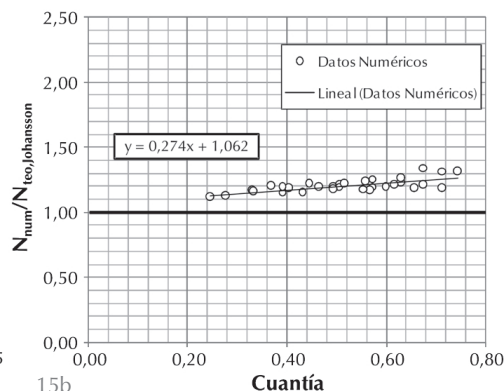
16. Relaciones entre los valores de axil máximo obtenidos numéricamente y con el modelo de Johansson corregido.

(a)  $L/D$ .

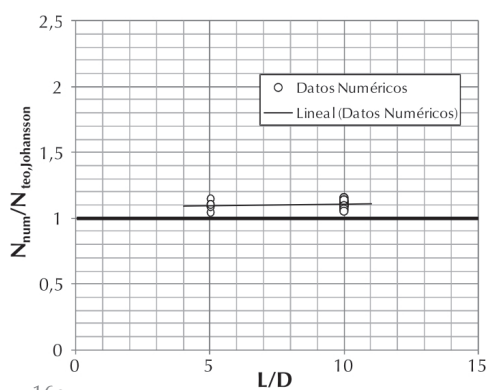
(b) Cuantía  $\delta$ .



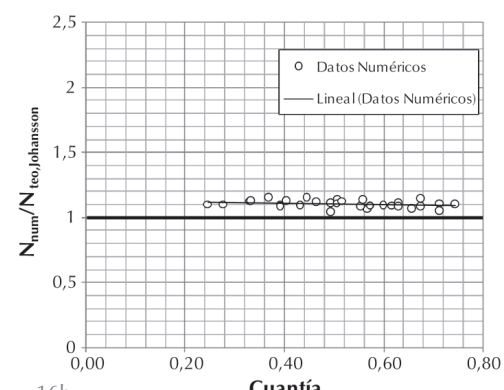
15a



15b



16a



16b

diente positiva cuya variable independiente es la cuantía de acero  $\delta$  y la misma es válida entre  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ . La multiplicación de binomios da lugar a un coeficiente  $\xi$  [37].

$$[37] \quad \xi = \left( -m_1 \frac{L}{D} + b_1 \right) \cdot (m_2 \cdot \delta + b_2)$$

Para obtener las pendientes  $m_1$  y  $m_2$  se utilizan los resultados obtenidos en la regresión lineal redondeando los mismos con un criterio conservador. Para obtener las constantes  $b_1$  y  $b_2$ , se plantean las siguientes relaciones

$$\text{Si } L/D = 10 \rightarrow \left( -0,01 \frac{L}{D} + b_1 \right) = 1$$

$$\text{Si } \delta = 0,2 \rightarrow (0,25 \cdot \delta + b_2) = 1$$

El resultado final es la ecuación [38]. La Figura 16 muestra los resultados obtenidos después de aplicar el coeficiente de corrección.

$$[38] \quad \xi = \left( -0,01 \frac{L}{D} + 1,10 \right) \cdot (0,25 \cdot \delta + 0,85)$$

## 7. CONCLUSIONES

En el presente trabajo, se estudia la respuesta estructural de los CFT. La capacidad resistente de la sección transversal de los CFT frente a esfuerzo axil, de acuerdo con EN1994-1-1 (1) permite la utilización de sendos coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  para incluir el efecto del confinamiento que aportan los tubos al núcleo de hormigón. Si se calcula las capacidades a compresión según

EN1994 utilizando dichos coeficientes y se comparan con las capacidades a compresión, tanto experimentales como numéricas, se observan ciertas discrepancias entre los valores. En algunos casos, la comparación de resultados indica que la utilización de los coeficientes  $n_a$  y  $n_c$  puede arrojar valores que se encuentran del lado de la inseguridad. Si por el contrario, se calculan las capacidades a compresión según EN1994 sin incluir dichos coeficientes, y se comparan con las capacidades a compresión tanto experimentales como numéricas se observa que los resultados son bastante conservadores y no se explota el incremento de resistencia que proporciona el tubo de acero al núcleo de hormigón.

Con el fin de estudiar diferentes alternativas a la formulación de EN1994, se han analizado diferentes modelos de predicción del incremento de la capacidad resistente de los CFT debido al efecto del confinamiento. Estudiando los diferentes modelos encontrados en la literatura y comparándolos con los valores numéricos y experimentales, se ha observado que el modelo planteado por Johansson (13) predice de manera muy satisfactoria los resultados experimentales y numéricos presentados.

Sin embargo, se ha observado que dicho modelo es relativamente sensible a los dos parámetros  $L/D$  y cuantía de acero  $\delta$  descritos en el desarrollo del artículo. Con el fin de corregir esta desviación, en el pre-

sente trabajo se propone un coeficiente de ajuste  $\xi$  que mejora la predicción planteada por Johansson y es función lineal de  $L/D$  y  $\delta$ . El coeficiente propuesto se ha obtenido a partir de sendas regresiones lineales sobre los resultados numéricos obtenidos.

Finalmente, se ha observado que la capacidad a flexión y a flexo-compresión de los CFT se ve mejorada sustancialmente por efecto del confinamiento pero sin embargo, EN1994 no permite la posibilidad de incluir dicho efecto en los puntos mencionados del diagrama de interacción

$N-M$  de los CFT. Se requieren estudios adicionales para profundizar en este último punto.

## 8. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Fomento y al Ministerio de Ciencia e Innovación la subvención concedida del Proyecto Nacional de Investigación titulado "Seguridad y funcionalidad de los puentes integrales de ferrocarril frente a acciones accidentales: Investigación para el establecimiento de criterios de diseño y construcción". Proyecto 7004/T07-51.

## BIBLIOGRAFÍA

- (1) EN1994. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures Part 1.1 General rules and rules for buildings. CEN. 2004.
- (2) Feldmann, M. et al.: *Economic and durable design of composite bridges with integral abutments*, Research Fund for Coal and Steel, European Research Area. 2008.
- (3) White II, H.; Pétursson, H.; Collin P.: "Integral Abutment Bridges: The European Way." *Practice periodical on structural design and construction*, ASCE, vol. 15, nº 3 (2010), pp. 201-208.
- (4) *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras y autopistas*. Ministerio de Fomento, 2000.
- (5) Inai, E.; Mukai, A.; Kai, M.; Tokinoya, H.; Fukumoto, T.; Mori, K.: "Behaviour of Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns", *Journal of Structural Engineering*, 2004, ASCE.
- (6) Kuranovas, A.; Goode, D.; Kazimieras, A.; Zhong, S.: "Load bearing capacity of concrete-filled steel columns", *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 15, nº 1 (2009), pp. 21-33.
- (7) Uy, B.: "Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 126, nº 3 (2000), pp. 341-352.
- (8) Kwon, Y.; Seo, S.; Kang, D.: "Prediction of the squash loads of concrete-filled tubular section columns with local buckling", *Thin-walled structures*, vol. 49, nº 1 (2011).
- (9) Shams, M.; Saadeghvaziri, M.: "Nonlinear response of concrete-filled steel tubular columns under axial loading", *ACI journal*, vol. 96, nº 6 (1999), pp. 1009-1017.
- (10) Johansson, M.: "The efficiency of passive confinement in CFT columns", *Steel and Composite Structures*, vol. 2, nº 5 (2002), pp. 379-396.
- (11) Richart, F.; Brandzaeg, A.; Brown R.: "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois Bulletin", *Bulletin 185*, Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station. 1928.
- (12) Susantha, K.; Ge, H.; Usami, T.: "A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 5, nº 4 (2001), pp. 483-520.
- (13) Johansson M.; Gylltoft K.: "Mechanical Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128, nº 8 (2002), pp. 1073-1081.
- (14) Hatzigeorgiou, G.: "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory", *Engineering Structures*, vol. 30, nº 6 (2008), pp. 1573-1578.
- (15) Hatzigeorgiou, G.: "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part II: Verification and extension", *Engineering Structures*, vol. 30, nº 6 (2008), pp. 1579-1589.
- (16) Oliveira, de W.; Nardin, S.; El Debs, A.; El Debs, M.: "Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, nº 12 (2009), pp. 2103-2110.
- (17) Sakino, K.; Nakahara, H.; Morino, S.; Nishiyama, I.: "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 130, nº 2 (2004), pp. 180-188.
- (18) Goode, D.: "Composite columns-1819 tests on concrete-filled steel tube columns compared with Eurocode 4", *The Structural Engineer*, vol. 86, nº 16 (2008).
- (19) Kloppel, V.; Goder, W.: "An investigation of the load carrying capacity of concrete-filled steel tubes and development of design formulae", *Der Stahlbau*, vol. 26, nº 1 (1957), pp. 44-50.

- (20) Knowles, R.; Park, R.: "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns", *Journal of the Structural Division*, vol. 95 n° ST12 (1969), pp. 2565-2587.
- (21) Hajjar, J.; Gourley, B. A.: "Cyclic Nonlinear Model for Concrete-Filled Tubes. I: Formulation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 123, n° 6 (1997) pp. 736-744.
- (22) Liang, Q.; Fragomeni, S.: "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under eccentric loading", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, n° 2 (2010), pp. 159-169.
- (23) Elremaily, A.; Azizinamini, A.: "Behavior and Strength of Circular Concrete-filled Tube Columns", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, n° 12 (2002), pp. 1567-1591.
- (24) Lakshmi, B.; Shanmugam, N. E.: "Nonlinear analysis of in-filled steel- concrete composite columns", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128, n° 7 (2002), pp. 922-933.
- (25) Romero, M.; Bonet, J.; Ivorra, S.: "Review of Nonlinear Analysis Models for Concrete-Filled Tubular (CFT) columns", *Proceedings in Innovation in Civil and Structural Engineering Computing*, Rome, Italy, Saxe-Coburg Publications, 2002.
- (26) Portolés, J. M.: Estudio experimental y numérico de soportes tubulares circulares de acero esbeltos rellenos de hormigón de alta resistencia, Tesis Doctoral, Departament d'Enginyeria Mecànica i Construcció, Universitat Jaume I de Castelló. 2010.
- (27) Hu, H.; Huang, C.; Wu, M.; Wu, Y.: "Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 129, n° 10 (2003), pp. 1322-1329.
- (28) Schneider, S.: "Axially loaded concrete-filled steel tubes", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 124, n° 10 (1998), pp. 1125-1138.
- (29) Chacon, R.; Mirambell, E.; Marí, A.: "Long-term response of concrete-encased composite columns", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, vol. 160, n° SB5 (2007), pp. 273-285.
- (30) Abaqus FEA, Simulia® Dassault Systèmes, 2010.
- (31) EHE. Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. España, 2008.
- (32) EN1992. Design of concrete structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings, CEN 2004.

\* \* \*